

図 32 異なる飽和度の岩石試料を用いて実施した載荷速度を様々に変えた一軸圧縮試験結果

(2) 閉鎖技術の実証

閉鎖技術の実証については、経済産業省資源エネルギー庁の委託事業（令和 4 年度「高レベル放射性廃棄物等の地層処分に係る技術開発事業 [JPJ007597]：地層処分施設閉鎖技術確証試験」ならびに令和 5 年度「高レベル放射性廃棄物等の地層処分に係る技術開発事業 [JPJ007597]：地層処分施設施工・操業技術確証試験」）を一部活用して実施しました。

埋め戻し材やプラグなどの長期的な性能の考え方の提示について、令和 5 年度は、これまで先行研究⁽²⁴⁾で着目してきたコンクリート系材料の溶脱成分に起因して埋め戻し材が変質し、水平坑道や立坑が放射性物質の主要な移行経路となるシナリオ（以下、本シナリオ）について、このシナリオを生じさせないための対策を分野（設計・工学技術、安全評価）間、構成要素（坑道、埋め戻し材、支保工、プラグ）間の関連性に着目し図 33 のように整理しました。先行研究⁽²⁵⁾において言及されているように、現時点で取得可能な情報に基づく ESL*（証拠に基づく意思決定支援理論）の評価から、本シナリオは想定しにくいシナリオであると評価できます。一方で、地層処分場の長期の安全性を確保する観点から、本シナリオが生じない、あるいは考慮する必要がないことを示す必要が生じることも考えられます。このとき、図 33 のように、本シナリオで着目すべきプロセス（例えば、埋め戻し材の膨潤や変質に

伴う二次鉱物層の形成：図 33 中の赤枠に関連するプロセス）や評価すべき事項（例えば、図 33 中の青矢印で示す一連の評価：埋め戻し材の変質を起点とした立坑・水平坑道を横断する流れを回避するための方策とその効果の評価）の整理は、将来的に本シナリオを想定する必要が生じた場合に、有効に活用され得ると考えられます。

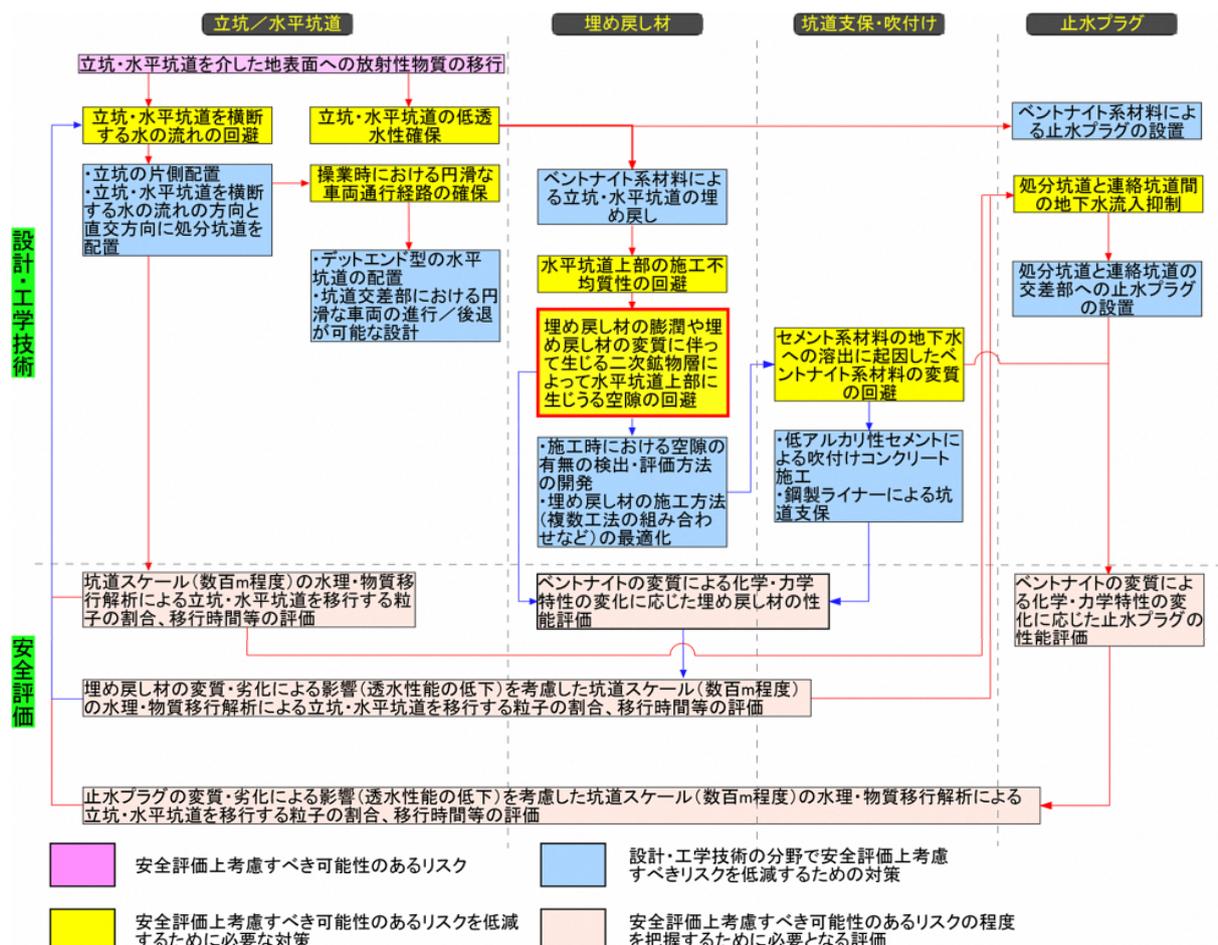


図 33 「立坑・水平坑道が卓越した核種の移行経路となる」シナリオを回避するための対策の整理

原位置での坑道の埋め戻しに関連し、吹付け工法を想定した埋め戻し材の最適な施工含水比、配合設計及び施工管理の検討に必要な材料の基本的な特性を把握するため、使用するベントナイト（クニゲル V1）、幌延泥岩、それらを混合した材料を対象に室内試験を実施しました。具体的には、クニゲル V1 と幌延泥岩を対象とした試験で土粒子密度、含水比、粒度分布、メチレンブルー（以下、MB）吸着量などの基本特性を確認し、それらを混合した埋め戻し材については、材料の混合率をパラメータとした MB 吸着量、締固め特性、

透水特性、膨潤特性を調べる室内試験を実施しました。

先行研究で実施された埋め戻し材の吹付け工法の実規模施工試験⁽²⁵⁾において、岩石の最大粒径を 5 mm 以下とすることで施工性が向上することが報告されていることから、本検討で使用する幌延泥岩の最大粒径も 5 mm 以下となるようにハンマーや粉砕機で粉砕しました（図 34）。なお、本検討で使用した幌延泥岩は、令和 5 年度に地下施設の 350m 調査坑道を拡張した際に発生した掘削土（ズリ）を使用しました。



図 34 幌延泥岩（掘削土（ズリ））の粉砕状況

図 35 に幌延泥岩、クニゲル V1 とそれらの混合率を変化させた 3 種類の埋め戻し材の MB 吸着量の結果を示します。幌延泥岩の MB 吸着量は岩石試料としては高い 28 mmol/100g を示し、クニゲル V1 の混合率に応じて MB 吸着量は高くなります。図 35 に示す点線は、クニゲル V1 と幌延泥岩の MB 吸着量と材料の混合率から予測される MB 吸着量を示しており、埋め戻し材混合土の測定結果と一致することが確認できました。これらの結果は、幌延泥岩のように MB 吸着量が 0 よりも優位に高い値を示す場合、使用するベントナイトと岩石自体の MB 吸着量の測定結果に基づく予測式により、混合土の MB 吸着量や混合率を推定できることを意味しており、施工後の埋め戻し材の品質を確認する上で重要な知見となります。

図 36 には、材料の混合率と有効粘土密度*を変化させた埋め戻し材の透水試験および膨潤圧試験結果を示します。試験水は幌延深地層研究センターの地下施設の深度 350 m 周辺の地下水と同程度の NaCl 濃度 (0.2 mol/L) の溶液

を使用しました。試験結果から、有効粘土密度の増加に従って透水係数は低くなる傾向を示し（図 36(a)）、平衡時の膨潤圧は大きくなる傾向を示す（図 36(b)）ことが確認できます。しかし、埋め戻し材 B と埋め戻し材 C の平衡膨潤圧を比較すると、有効粘土密度 0.9 Mg/m^3 付近ではクニゲル V1 の混合率が少ない埋め戻し材 B の方が平衡膨潤圧は大きくなる結果を示しています（図 36(b)）。これらの結果は、幌延泥岩を使用した埋め戻し材の膨潤特性は、有効粘土密度だけではなく、幌延泥岩の混合率にも注意して膨潤特性を整理する必要があることを示しています。

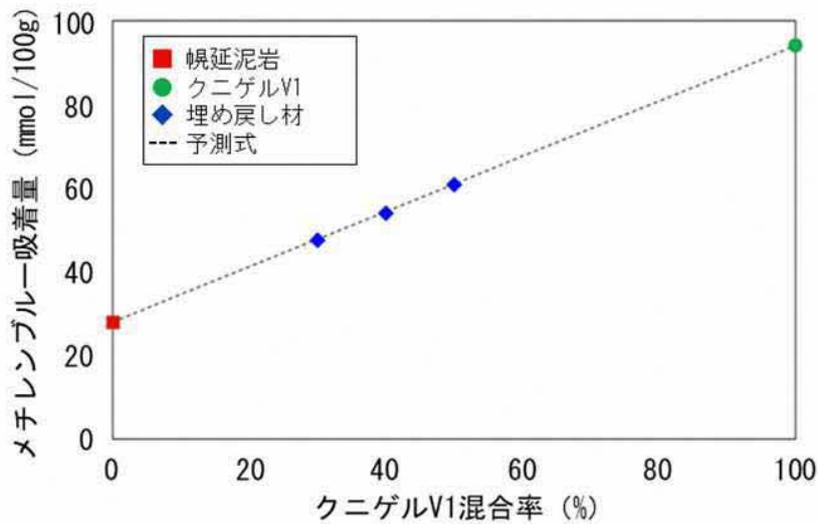
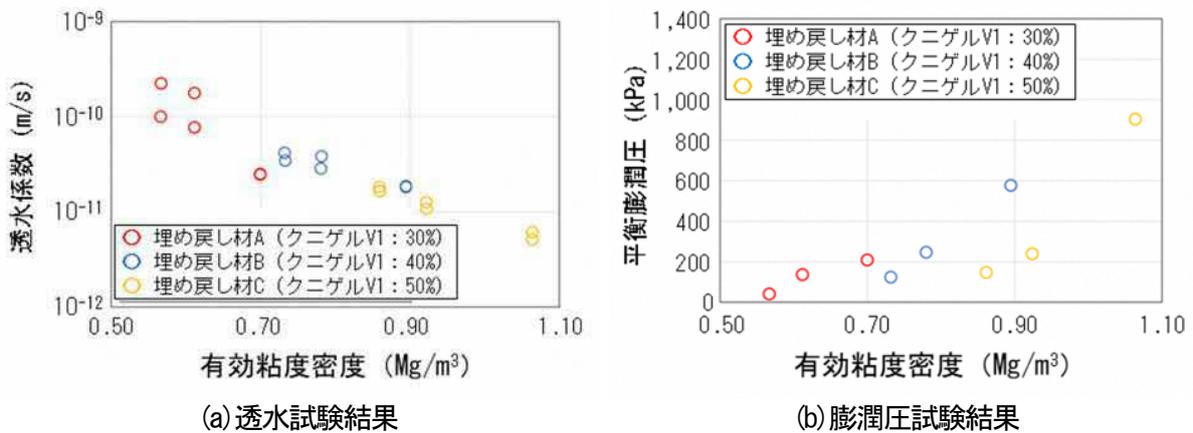


図 35 MB 吸着量の測定結果



(a) 透水試験結果

(b) 膨潤圧試験結果

図 36 埋め戻し材の透水性と膨潤特性

人工バリア定置の概念のひとつである処分孔豎置き方式では、処分孔に定置した緩衝材が坑道側へ膨出^{*}し、乾燥密度が低下することを防ぐために埋め戻し材を坑道に充填します。この緩衝材と埋め戻し材の境界面では、緩衝材の膨潤圧と処分孔直上の埋め戻し材の自重相当の荷重が相互に作用しており、緩衝材の膨潤挙動はこれらの力学的な相互作用の影響を受けています。

これまで、埋め戻し材の持つ緩衝材膨出抑制機能を評価するためのデータ取得を目的として、緩衝材と埋め戻し材を組み合わせた縮尺模型試験を実施してきました⁽⁹⁾。令和5年度は、埋め戻し材を設置しない条件の緩衝材の膨潤挙動について、試験水の水質の違いが膨潤挙動に及ぼす影響について整理を行いました。イオン交換水および0.2 mol/LのNaCl水溶液（以下、0.2M-NaCl）の2種類の塩濃度の異なる試験水を用いて試験を実施しています。緩衝材はベントナイト（クニゲルV1）とケイ砂を70：30の割合で混合した材料を乾燥密度が1.80 Mg/m³となるように締め固めることにより作製しました。緩衝材の初期高さは210 mm、初期直径は113 mmとし、緩衝材の底部に設置したポーラスメタル（多孔質金属）から注水し、ケイ砂層を通じて緩衝材の外周から浸潤する構造としました。緩衝材の吸水膨潤により生じる上部への変形量は試験装置頂部に設置した変位計により計測しました。

試験で得られた結果として、図37に上方膨潤率の経時変化を示します。上方膨潤率は変位計で測定した変形量を緩衝材の初期高さで除して算出しました。イオン交換水の場合には試験を終了した34日を経過した時点においても上方膨潤率は増加の傾向を示しており、試験終了時点での上方膨潤率は61.74%でした。一方0.2M-NaClの場合には、55日まで試験を継続しており、上方膨潤率は増加の傾向を示しているものの、試験終了時の上方膨潤率は18.11%でした。埋め戻し材を設置した条件での結果⁽⁸⁾と同様に、埋め戻し材を設置しない場合においてもイオン交換水で緩衝材の膨潤による変形が大きいことが確認できました。

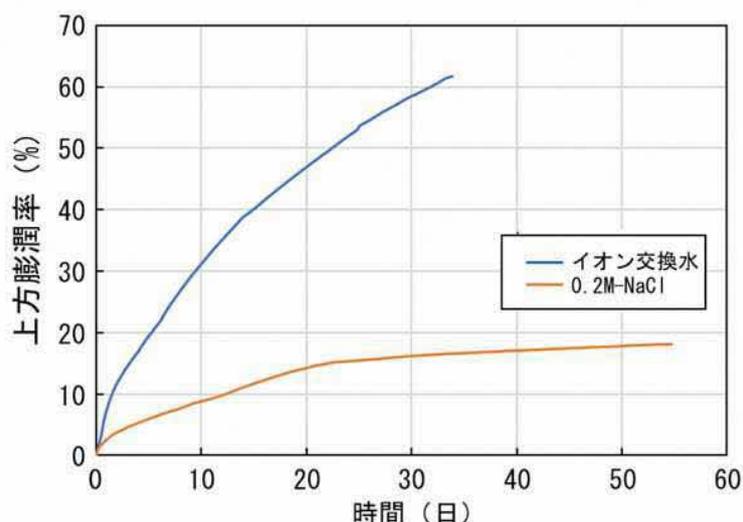


図 37 上方膨潤率の経時変化

また、図 38 に試験終了後の緩衝材の乾燥密度と飽和度の分布を示します。乾燥密度は、イオン交換水の条件で緩衝材の底部、側部および上部の乾燥密度が 1.00 Mg/m^3 程度と初期の 1.80 Mg/m^3 より顕著に低下している一方で、中心部分の乾燥密度は 1.40 Mg/m^3 程度を示し緩衝材の外側ほど乾燥密度が高くなる傾向を示しました。0.2M-NaCl では緩衝材の上部は 1.00 Mg/m^3 程度まで低下している一方で、乾燥材の中部から底部にかけては $1.50 \text{ Mg/m}^3 \sim 1.60 \text{ Mg/m}^3$ であり、乾燥密度が比較的高いままであることが確認できました。このことから上方膨潤率が小さい 0.2M-NaCl では、緩衝材の一部分しか膨潤しておらず膨潤による変形が不均一に生じることが確認できました。また、飽和度の分布は、イオン交換水では緩衝材の中心で 70%と低いものの、乾燥密度が大きく低下している部分ではほぼ 100%の飽和度となっていました。一方で、0.2M-NaCl では、乾燥密度が低い緩衝材上部の飽和度が 100%に近い値を示しているのに対して、乾燥密度が低い緩衝材の中部から底部にかけては 70%前後の値となっています。これらのことから、0.2M-NaCl の場合には、イオン交換水に比べて膨潤変形が進む速度が遅いことが分かりました。また、0.2M-NaCl のように膨潤が進んでいない状態では、緩衝材へは試験水が不均一に浸潤し、その結果、緩衝材の一部分のみ膨潤が進んでいることが確認できました。このように、塩濃度が異なる試験水を使用し、坑道部分に埋め戻し材がないと想定すると処分孔に定置した緩衝材がどのように膨潤するかを確認することができました。

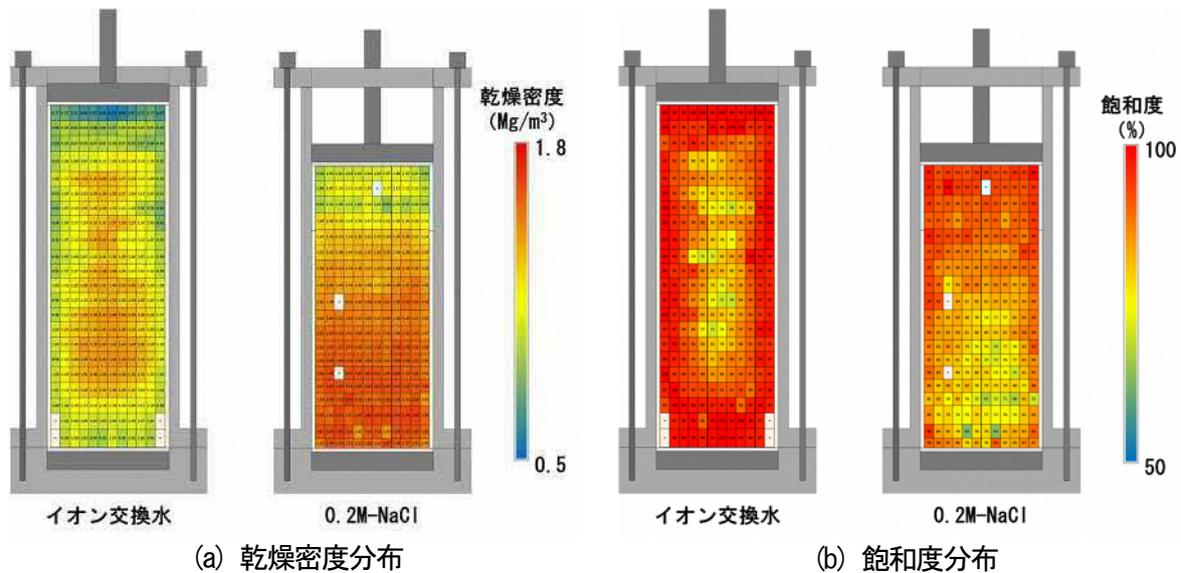


図 38 試験終了時の緩衝材の乾燥密度と飽和度の分布

これらの結果を踏まえて、埋め戻し材の設計に対する考え方を整理し設計フロー⁽²⁵⁾として整備しました。埋め戻し材の設計フローとしては、透水性などを基に要求性能を設定した後、要求性能を満足する材料仕様や施工方法の検討を行います。これまで緩衝材と埋め戻し材を組み合わせた縮尺模型試験で得られた成果は、要求性能を設定する上で考慮すべき緩衝材と埋め戻し材との相互作用の影響に関する知見として反映されます。

坑道の掘削で生じた掘削損傷領域 (EDZ) においては、割れ目の発達に伴い透水性が増大することにより卓越した物質移行経路となることが想定されています。EDZ の連続性を遮断し卓越した移行経路となることを回避するための手法として、低透水性の材料であるベントナイト系材料を用いた止水プラグを設置する考え方が国内外で示されています。このため、ベントナイト系材料を用いた止水プラグがどの程度の地下水移行抑制機能を持つかについて、試験坑道 3 (図 2 参照) に止水プラグの切り欠き部分を縮小して模擬した粘土止水壁を構築した原位置試験 (EDZ シーリング試験) を行っており、透水係数を指標として止水壁の地下水移行抑制機能を評価しています。

令和 5 年度は、令和 4 年度に引き続き、粘土止水壁を対象とした透水試験を実施し、試験領域の透水係数が時間の経過とともにどのように変化するか調査しました。図 39 に EDZ シーリング試験の概要図を示します。令和元年度に試験坑道 3 の底盤から鉛直下向きに掘削したボーリング孔 (EDZ-1 孔) を中心とした半径 0.5 m の円周上に幅 0.1 m、深さ 2.0 m のスリットを設け、ベン

トナイトのペレットを充填して粘土止水壁を構築しています。令和 5 年度は、粘土止水壁を構築して約 4 年が経過した時点で透水試験を実施しました。透水試験では、EDZ の領域を含むように設定した EDZ-1 孔の深度 0.22 m~1.61 m の区間から注水して粘土止水壁で区切られた内側の領域を対象としました。図 40 にこれまでの試験で得られた透水係数を示します。これまで透水試験で得られたデータは定常解析 (Hvorslev の式⁽²⁶⁾) と非定常解析 (Jacob and Lohman の方法⁽²⁷⁾) により評価しました。粘土止水壁の構築前後に実施した同じ注水区間における透水試験において、構築前の透水係数は約 2×10^{-6} m/s の値を、構築後の透水係数は約 3×10^{-9} m/s の値を示し、粘土止水壁を構築することで試験領域内の透水性が低下することを確認しています。令和 5 年度の透水試験の結果、試験領域の透水係数は約 1×10^{-9} m/s の値を示しました。また、EDZ の領域よりも深いところにある健岩部を対象とした試験を EDZ-1 孔の深度 2.16 m~2.80 m の区間で実施しました。その結果、健岩部を対象とした試験領域の透水係数は約 4×10^{-9} m/s の値を示しました。さらに、同じ試験坑道 3 の底盤から鉛直下向きに掘削したボーリング孔 (EDZ-2 孔) の健岩部を対象とした透水試験を実施しました。EDZ-2 孔には粘土止水壁は設置しておらず、健岩部と考えられる 2.05 m~3.80 m の区間を対象に試験を行いました。その結果、EDZ-2 孔の健岩部を対象とした試験領域の透水係数は約 8×10^{-9} m/s の値を示しました。

これらの結果より、粘土止水壁の施工により、EDZ を含む領域の透水係数が試験坑道 3 底盤の健岩部と同程度まで低くなることが分かりました。加えて、粘土止水壁を構築して約 4 年が経過した時点においても、試験領域の透水係数は構築直後と同等に低く保たれていることを確認しました。